

Гембарський Л.В.

## ТЕОРЕТИЧНЕ ОБҐРУНТУВАННЯ ОСНОВНИХ ГЕОМЕТРИЧНИХ ПАРАМЕТРІВ ЕЛЕМЕНТІВ ПЛИТНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ТЕХНОЛОГІЇ ЇХ БЕТОНУВАННЯ

**Анотація.** В статті досліджено питання обґрунтування вибору найбільш доцільного конструктивно-технологічного рішення влаштування плит при реконструкції фундаментних систем. Проаналізовано питання процесу переміщення бетонної суміші у циліндричних отворах існуючих фундаментів при влаштуванні спряжень. Розглянуто вимоги, що висуваються до бетонних сумішей, застосованих при реконструкції фундаментів шляхом підведення плити.

**Ключові слова:** технологія, конструктивно-технологічне рішення, переміщення бетонних сумішей, бетон, самоупільнюючий бетон.

**Аннотация.** Проведено исследование по вопросу обоснования выбора наиболее целесообразного конструктивно-технологического решения устройства плит при реконструкции фундаментных систем. Проанализирован вопрос процесса перемещения бетонной смеси в цилиндрических отверстиях существующих фундаментов при устройстве сопряжений. Рассмотрены требования, которые предъявляются к бетонным смесям, используемых при реконструкции фундаментов путем подведения плиты.

**Ключевые слова:** технология, конструктивно-технологические решения, перемещение бетонных смесей, бетон, самоуплотняющийся бетон.

**Annotation.** A study on the selection of the most appropriate study design and technology solutions unit board for reconstruction of foundation systems. Analyzed the issue of displacement of concrete in cylindrical holes in existing foundations. The requirements that apply to the concrete mixture used in the reconstruction of the foundations by summing up the plate.

**Key words:** technology, design and technology solutions, moving concrete mixes, concrete, self-compacting concrete.

На сьогодні в практиці реконструкції фундаментів рекомендується застосовувати або суцільні монолітні залізобетонні плити [1], або ребристі монолітні залізобетонні плити [2]. Однак питання щодо вибору суцільної або ребристої фундаментної плити в умовах реконструкції фундаментів, а також їх геометричних параметрів остаточно не вирішено.

Ребристу плиту зазвичай виконують ребрами догори, оскільки розтягнута зона в ребрах буде в їх верхній частині. Кошторисними нормами України передбачено виконання ребристої плити тільки ребрами догори. Все це справедливо для випадку нового будівництва. У випадку реконструкції, можливість влаштування плити з ребрами догори обмежується глибиною закладення фундаментів та висотою підвальних приміщень. Для збереження висоти підвальних приміщень, плиту доцільно влаштовувати ребрами вниз.

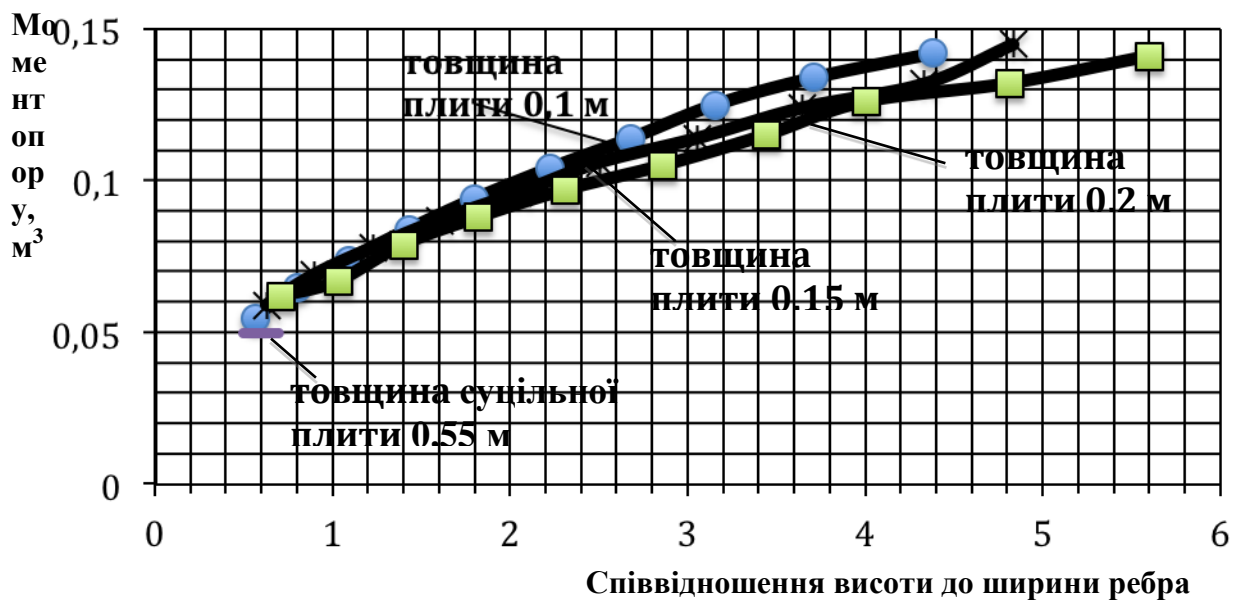
Геометричні параметри плит переважно зводяться до одного показника – товщини плити, а у випадку ребристої плити – до товщини плити, висоти та ширини ребра та їх кроку.

Використовуючи відому формулу залежності згинального моменту від моменту опору, можна легко показати, що при однакових площах поперечного перетину, в Т-подібної (ребристої) плити момент опору, а отже і максимальний згинальний момент, який вона може витримати, буде більший, ніж у випадку суцільної плити прямокутного поперечного перетину.

Автором проведено дослідження залежності значення моменту опору для ребристих плит в залежності від співвідношення висоти до ширини ребра при незмінності поперечного перетину в  $0,55 \text{ м}^2$  для різних товщин плит. Результати дослідження наведено на рисунку 1.

Залежності, які зображено на рисунку 1 підтверджують, що при збільшенні висоти ребра та незмінності площі поперечного перетину, момент опору у ребристої плити більше, ніж у суцільної. Окрім цього, аналіз графіка на рисунку 1 дає змогу зробити висновок, що із зростанням висоти ребра збільшення максимального моменту опору відбувається швидше при мінімальному значенні товщини плити. Тобто ефективна найменша товщина плити. Натомість деякі дослідники пропонують призначати товщину ребристої

плити при підсиленні фундаментів не менше 20-25 см [2]. Сучасні закордонні нормативні документи у випадку застосування суцільної плити рекомендують приймати товщину плити не менше 50 см [3]. Іншим документом, для випадку будівлі або споруди з несучими стінами, товщина плити визначається не менш потрібної з розрахунку похилих перетинів без врахування армування на дію поперечних сил з умови мінімального об'єму бетону та з урахуванням конструктивних вимог [4]. Саме конструктивні вимоги в найбільшій мірі впливають на обмеження щодо зменшення товщини монолітної ребристої плити. Так при влаштуванні плити з малим значенням товщини виникають труднощі з ущільненням бетону, а коефіцієнт армування досягає надто високих значень.



**Рисунк 1** – Залежність значення моменту опору від товщини ребристої плити в залежності від співвідношення висоти ребра до його ширини у порівнянні з значенням моменту опору для значення товщини суцільної плити на 1 п. м

Виходячи з власного практичного досвіду, найменшою товщиною плити, з точки зору конструктивно-технологічних міркувань, є величина 0,1 м.

Значення товщини новостворюваної суцільної плити в залежності від співвідношення вартості арматури до вартості бетону можна обчислити за формулою, яку виведено для визначення товщини днищ заглиблених споруд [5] та трансформовано у наступний вигляд:

$$h_p = \frac{b}{2} \sqrt{H\eta\alpha} \quad (1)$$

де  $h_p$  – товщина плити, м;  $b$  – крок ребер плити, м;  $H$  – напір, еквівалентний тиску на плити, м;  $\alpha$  – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми плити, знаку максимального згинального моменту та коефіцієнту Пуассона, матеріалу плити та визначається за таблицею 1;  $\eta$  – параметр, що має розмірність  $L^{-0,5}$ , визначається за наступною формулою:

$$\eta = \sqrt{\frac{c_a \cdot \gamma_b}{c_b \cdot R_a} \cdot \gamma_a} \quad (2)$$

де  $c_a$  – приведена вартість ваги арматури плити  $1 \text{ м}^3$ , грн./кН;  $c_b$  – приведена вартість  $1 \text{ м}^3$  бетону, укладеного в плити, грн.;  $\gamma_b$  – питома вага залізобетону,  $\frac{\text{Н}}{\text{м}^3}$ ;  $\gamma_a$  – питома вага арматурної сталі,  $\frac{\text{Н}}{\text{м}^3}$ ;  $R_a$  – розрахунковий опір сталі,  $\frac{\text{Н}}{\text{м}^2}$ .

Формули (1) та (2) дозволяють підібрати оптимальну товщину плити в залежності від умов защемлення плити, співвідношення вартостей арматурної сталі до бетону.

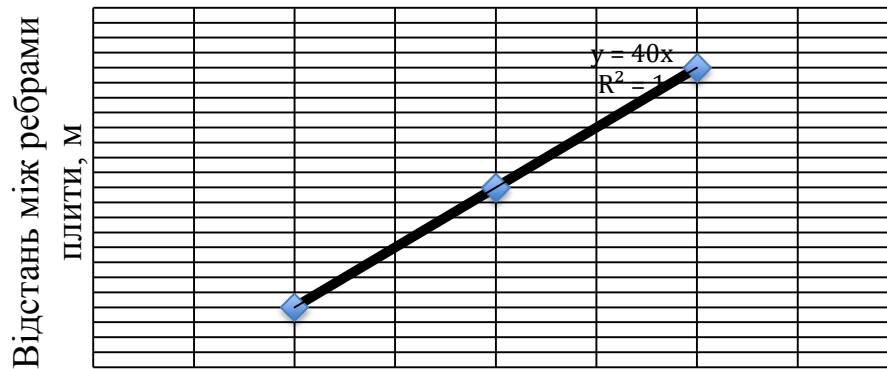
Використовуючи формули (1) та (2), зважаючи на те, що мінімальна товщина плити становить  $h=0,1$  м шляхом розв'язання зворотної задачі можемо отримати оптимальний крок ребер плити:

$$b = \frac{h}{2\sqrt{H\eta\alpha}} \quad (3)$$

**Таблиця 1** – Значення коефіцієнту  $\alpha$  в залежності від розрахункової схеми плити

Найменування розрахункового елемента	Умови защемлення	Знак вигинаючого моменту	$\alpha$
Прямокутна суцільна монолітна залізобетонна плита	Вільне спирання	+	1,00
		±	0,81
	Защемлення по контуру плити	+	0,71
		±	0,58

Результати обчислень для різних значень товщин плит зведено до та зображено на рисунку 2.



Товщина плити, м

**Рисунок 2** – Залежність оптимального кроку ребер плити від її товщини

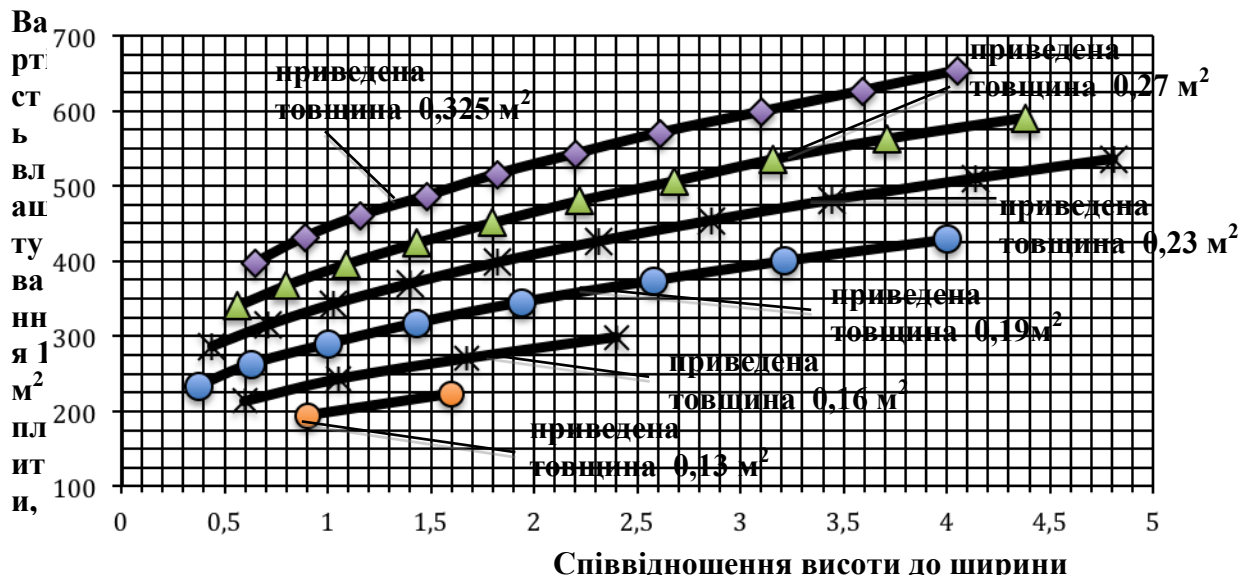
Аналіз графіку, зображеного на рисунку 3, дозволяє нам стверджувати, що між оптимальним корком ребер та товщиною плити є прямопропорційна залежність, яка виражається наступною формулою:

$$b = 40h. \quad (4)$$

Очевидно, що в залежності від розмірів максимальних приміщень, слід варіювати значеннями товщини плити та кроком ребер у відповідності з формулою (4), при цьому, як показують розрахунки, при незмінності геометричних розмірів ребер, приведена товщина плити залишається сталою величиною.

В приміщеннях, сторони яких перевищують 4 м, необхідно вводити систему другорядних балок, з аналогічним кроком, що і для головних балок.

Автором, для мінімальної товщини плити 0,1 м виконано розрахунки залежності вартості влаштування плити ребрами догори при різних значеннях її приведеної товщини. Розрахунки виконувались з умови наявності головних та другорядних балок з однаковим кроком в 4 м між ними та з умови зменшення поперечного перетину другорядних балок у два рази в порівнянні з головними. Результати розрахунків наведено на рисунку 3.



**Рисунок 3** – Залежність вартості влаштування 1 м<sup>2</sup> плити ребрами догори в залежності від співвідношення висоти ребра до його ширини при змінній приведеній товщині плити

Аналіз графіка, зображеного на рисунку 4 показує, що вартість влаштування плити ребрами догори зростає прямопропорційно збільшенню висоти ребра, оскільки вона включає до себе: вартість виїмки ґрунту, його завантаження та транспортування; влаштування ребристої плити; засипка пазух плити піском; вартість піску. Окрім цього, графік дозволяє зробити висновок, що, при збільшенні висоти ребра різниця у вартості між плитами з різним поперечним перетином на 1 п. м збільшується, тобто з точки зору економічної ефективності, в залежності від моменту опору та у випадку влаштування плити ребрами догори, необхідно підбирати плиту з найменшим поперечним перетином та найменшим співвідношенням висоти до ширини ребра. У випадку влаштування плити ребрами вниз методика вибору геометричних параметрів зберігається. Однак, оскільки земляні роботи в цьому випадку необхідно проводити тільки під ребра, вартість влаштування такої плити буде зростати повільніше.

Формула для попереднього визначення вартості влаштування 1 м<sup>2</sup> плити ребрами догори (без врахування вартості арматури) разом із супутніми роботами буде мати вигляд:

$$C_{e,p} = (h_e + h_p) \cdot c_{g1} + h \cdot c_b + (h_e + h_p - h) \cdot c_{g2} \cdot c_s + c_{f1} \quad (5)$$

де  $C_{e,p}$  – вартість влаштування  $1 \text{ м}^2$  плити ребрами догори, грн.;  $h_e$  – висота ребра плити, м;  $h_p$  – висота плити, м;  $c_{g1}$  – прямі витрати на виймання та транспортування  $1 \text{ м}^3$  ґрунту, грн.;  $h$  – приведена товщина  $1 \text{ м}^2$  плити, задається розрахунково або приймається за розробленим автором графіком, м;  $c_b$  – прямі витрати на влаштування  $1 \text{ м}^3$  ребристої плити, грн.;  $c_{g2}$  – прямі витрати на підсипання піску в пазухи, грн.;  $c_s$  – вартість  $1 \text{ м}^3$  піску, грн.;  $c_{f1}$  – вартість опалубки, що йде на влаштування  $1 \text{ м}^2$  плити.

У випадку влаштування плити ребрами вниз, формула для попереднього визначення вартості влаштування  $1 \text{ м}^2$  плити (без врахування вартості арматури) разом із супутніми роботами буде мати вигляд:

$$C_{e,p \text{ down}} = h \cdot c_{g1}c_b + c_f \quad (6)$$

де  $C_{e,p \text{ down}}$  – вартість влаштування  $1 \text{ м}^2$  плити ребрами вниз, грн.;  $c_f$  – вартість опалубки, яка іде на влаштування  $1 \text{ м}^2$  плити.

Аналізуючи формули (5) та (6) приходимо до висновку, що вартість влаштування плити ребрами вниз є меншою, у порівнянні з влаштуванням плити ребрами догори.

Формула для попереднього визначення вартості влаштування  $1 \text{ м}^2$  суцільної плити (без врахування вартості арматури) разом із супутніми роботами буде мати вигляд:

$$C_s = h_{s,p} \cdot (c_{g1} + c_{b.s}) \quad (7)$$

де  $C_s$  – вартість влаштування  $1 \text{ м}^2$  суцільної плити ребрами догори, грн.;  $h_{s,p}$  – висота плити, що в перерахунку відповідає моменту опору ребристої плити, м;  $c_{g1}$  – прямі витрати на виймання та транспортування  $1 \text{ м}^3$  ґрунту, грн.;  $c_{b.s}$  – прямі витрати на влаштування  $1 \text{ м}^3$  суцільної плити, грн.

Шляхом обчислення та порівняння значень вартостей влаштування ребристої та суцільної плити при підсиленні фундаментів, в розробці яких автор прийняв безпосередню участь, отримано економію близько 20% по бетону для плит ребрами догори та близько 40 % ребрами вниз.

При бетонуванні консольних балок необхідно, щоб бетонна суміш рівномірно без пробкоутворення та защемлення повітря заповнила увесь об'єм отвору. Тому необхідно теоретично обґрунтувати можливість проходження бетонної суміші у отвір з повним заповненням його об'єму та підібрати склад рекомендованої бетонної суміші.

В нашому випадку циліндричний отвір, який вибурено у існуючому фундаменті для влаштування консольної балки, є прямолінійним бетоноводом певної довжини та певного діаметру.

В нашому випадку втрати тиску при проходженні бетонної суміші крізь циліндричний отвір залежать від довжини бетоноводу, діаметру бетоноводу, шорсткості стінок бетоноводу, місцевого опору у вигляді просторового металевого каркасу, швидкості транспортування бетонної суміші, реологічних характеристик бетонної суміші.

В свою чергу, реологічні характеристики бетону залежать від співвідношення складових бетонної суміші, їх характеристик, пластифікаторів та умов приготування суміші [168].

Сучасний розрахунок руху будівельних сумішей по бетоноводах будується на рівнянні Шведова-Бінгама, яке містить реологічні характеристики бетонної суміші:

$$\tau = \tau_0 + \eta \frac{dv}{dr} \quad (10)$$

де  $\tau$  – напруження зсуву;  $\tau_0$  – граничне (початкове) напруження зсуву;  $\eta$  – структурна в'язкість;  $\frac{dv}{dr}$  – градієнт швидкості.

Рівняння для виконання інженерних розрахунків втрат тиску, які базуються на рівнянні Шведова-Бінгама, зокрема рівняння Букінгама, вимагає експериментального визначення  $\tau_0$  та  $\eta$  для кожної суміші з використанням різного обладнання, що є не зовсім зручним.

Наша задача зводиться до визначення загального гідравлічного опору руху по довжині циліндричного отвору, яке можна визначити за наступною формулою:

$$P = P_1 + P_2 \quad (11)$$



де  $P$  – загальний гідравлічний опір 1 п. м бетоноводу, МПа;  $P_1$  – гідравлічний опір 1 п. м бетоноводу, МПа;  $P_2$  – гідравлічний опір 1 п. м арматурного каркасу, МПа.

Гідравлічний опір 1 п. м бетоноводу можна визначити з наступної емпіричної формули [6], яка найбільш підпадає під рівняння (10):

$$P_1 = \Delta p \cdot K_V \cdot K_D \cdot K_M \cdot K_N, \quad (12)$$

де  $\Delta p$  – гідравлічний опір на 1 м довжини горизонтальної ділянки сталевих бетоноводу, визначається згідно номограми [6], МПа;  $K_V$  – коефіцієнт, що враховує зміну гідравлічного опору  $\Delta p$  від швидкості транспортування будівельної суміші:

$$\text{для } v < 0,5 \text{ м/с } K_V = 0,4(v^{0,2} + 1),$$

де  $v$  – швидкість транспортування бетонної суміші, м/с,

$$\text{для } v \geq 0,5 \text{ м/с } K_V = v^{0,4} + 0,25;$$

$K_D$  – коефіцієнт, що враховує зміну  $\Delta p$  в залежності від зміни діаметра бетоноводу:

$$K_D = \frac{69}{D_x} \quad (13)$$

де  $D_x$  – внутрішній діаметр розрахункового бетоноводу;

$K_M$  – коефіцієнт, що враховує зміну  $\Delta p$  в залежності від матеріалу бетоноводу, тобто шорсткості його стінок,  $K_M \geq \frac{1}{1,8}$  [6];

$K_N$  – коефіцієнт переходу від рівномірного руху суміші до нерівномірного, змінюється від 1,0 до 1,5 згідно даних [6].

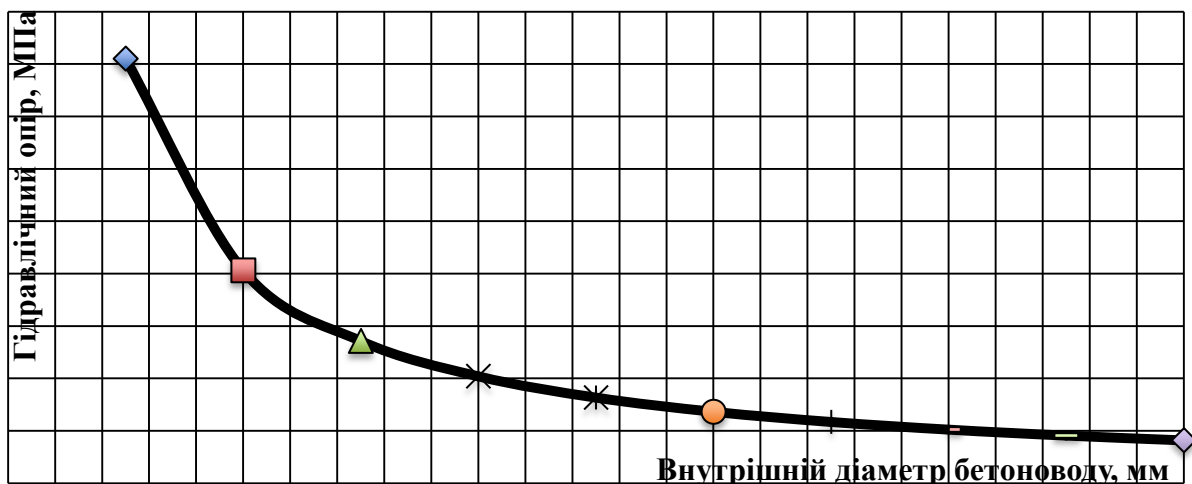
Значення  $P_2$  в МПа можна отримати з формули [7], яка визначає місцевий опір для просторової ґратки, роль якої в нашому випадку відіграє роль арматурний каркас:

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot \xi \cdot \rho \cdot v^2, \quad (14)$$

де  $\xi$  – коефіцієнт опору арматурного каркасу, визначається за довідковими даними в залежності від довжини каркасу  $l$ , площі живого перетину арматурного каркасу  $F_0$ , периметра одного отвору  $P_0$  та площі поперечного перетину циліндричного отвору  $F_1$ ;  $\rho$  – щільність бетонної суміші, МН/м<sup>3</sup>;

Автором виконано технологічні розрахунки гідравлічного опору для отворів різних діаметрів при постійній максимальній їх глибині 1 м. Результати розрахунків наведено на рисунку 4.

Аналізуючи графік, зображений на рисунку 5 можна зробити висновок, що зміна гідравлічного опору бетоноводу, що представляє собою циліндричний отвір в існуючому фундаменті, зменшується за законом параболи при збільшенні діаметра отвору. Також за результатами досліджень можна зробити висновок, що при мінімальному напорі 0,5 м, що відповідає тиску у 0,012 МПа, бетонна суміш долає загальний гідравлічний опір і повністю заповнює циліндричний отвір у фундаментній конструкції довжиною 1 м при його діаметрі від 75 мм та більше.



**Рисунк 4** – Залежність гідравлічного опору бетоноводу від його діаметру

Розрахунки можливості руху по бетоноводу бетонної суміші, які наведено вище, виконано з урахуванням визначених реологічних характеристик, які

висуваються до традиційних бетонних сумішей. Оскільки використання формули (10) пов'язано з великими труднощами у визначенні  $\mu$  та  $\frac{dv}{dr}$ , Євстифєєвим запропоновано перетворену формулу Шведова-Бінгама:

$$\tau = \tau_0 + K\sqrt{v}, \quad (15)$$

де  $K$  – розмірний коефіцієнт, Па;  
 $v$  – швидкість руху суміші, м/с.

При швидкості транспортування бетонної суміші 0,1 м/с, реологічні характеристики бетонної суміші, що можуть застосовуватись при влаштуванні плитних фундаментів за розробленою автором технологією і які отримано за допомогою рівняння (15) та на підставі експериментальних досліджень Євстифєєва В. М. [6] зведено у таблицю 2.

Підбір складу бетонної суміші для забезпечення її заданим властивостям може виконуватись будь-яким обґрунтованим способом із забезпеченням показників водоцементного відношення, щільності та легкоукладальності, які наведено у таблиці 2. При цьому вимоги щодо класу бетону по міцності та водонепроникності задаються проектом.

Склад бетонної суміші в процесі роботи повинен систематично коригуватися з урахуванням мінливості вологості заповнювачів для забезпечення легкоукладальності та сталості заданого показника водоцементного відношення.

Як альтернативу традиційним бетонним сумішам, можна використовувати самоущільнюючий бетон (Self-Compacting Concrete або скорочено SCC). Головною властивістю є їх висока легкоукладальність, яка поєднує дві протилежні по своїй природі характеристики: низьке граничне напруження зсуву, яке визначає високу текучість суміші, та підвищену в'язкість, що забезпечує стабільність та зв'язність суміші. Складові компоненти самоущільнюючого бетону такі самі, як і у традиційних бетонних сумішей.

**Таблиця 2** – Вимоги до характеристик бетонних сумішей, що можуть бути використані при влаштуванні плитних фундаментів при реконструкції

Найменування суміші	Характеристика бетонної суміші				
	$\tau$ , Па	$\tau_0$ , Па	В/Ц	Щільність, $\text{кН/м}^3$	Осадка конуса, см (марка легкоукладальності)
Бетонні суміші з витратою портландцементу марки 500, $\text{кг/м}^3$ :					
300	102	55	0,4	23,54	10-15
400	190	127			(P3)

### Література

1. Матвеев Е. П., Мешечек В. В. Правила производства и приема работ при реконструкции и капитальном ремонте жилых и общественных зданий. Учебное пособие – М.: "Издательский центр "Старая Басманная", 1998. – 208 с.
2. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий. – 4-е изд., перераб. и доп. - М.: "Бумажная галерея", 2000. – 320 с.
3. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий – Введен в действие 12.08.07 – М.: ФГУП "НИЦ "Строительство", 2007. – 18 с.
4. Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа. - М.: Стройиздат, 1984. – 263 с.
5. Снисаренко В. И. Анкеровка сооружений против всплытия способом заглубления их стен // Строительное производство. – 1989. – № 28. – С. 25-29.
6. Евстифеев В. Н. Трубопроводный транспорт пластичных и сыпучих материалов в строительстве. - М.: Стройиздат, 1989 г. – 248 с.

Идельчик И. Е. Справочник по гидравлическим сопротивлениям / Под ред. М. О. Штейнберга. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Машиностроение, 1992. – 672 с.